

**Carlos Eduardo Luengo Cid  
a9UB30017**

**TESIS DE GRADO DE INGENIERIA CIVIL**

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN GALPON ESTRUCTURADO EN ACERO DE LINEA ECONOMICA NO TRADICIONAL DESARROLLADO CON FIERRO DE CONSTRUCCION “**

**A THESIS PCHOOL PROPOSAL PRESENTED TO  
THE ACADEMIC DEPARTMENT  
OF THE SCHOOL DE INGENIER CIVIL  
FOR THE DEGREE DE LICENCIATURA EN INGENIERIA CIVIL**

**ATLANTIC INTERNATIONAL UNIVERSITY  
HONOLULU, HAWAII  
SUMMER 2014**

**AUGUST-2014**

## DEDICATORIA

A MIS QUERIDOS PADRES:

Eduardo Luengo Martínez, Edith Cid Jara  
Por la satisfacción de dar termino a parte  
de sus más profundos anhelos.

Carlos Luengo Cid

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi Esposa Jessica Sabina A mis Hijos Jorge Eduardo; Jessica Edith; Carla Valentina; Valentina Belén y Carlos Samuel También a mi querido amigo a quien considero como un hermano José Gerardo Benoit por su aliento para que termine este proyecto, una consideración muy particular a mi Hija Carla Valentina por su gran apoyo para el logro de esta Meta.

A los integrantes del Tribunal Examinador, que aceptaron dedicarle parte de su tiempo a la evaluación de este trabajo.

A mi asesora Doctora Miriam Garibaldi por su invaluable apoyo para llevar adelante mi tesis

## INDICE

ABSTRACTO.....8

### **CAPITULO I**

INTRODUCCION.....9-10

### **CAPÍTULO II**

2.- PROBLEMÁTICA

2.1 DESCRIPCIÓN DE PROBLEMA.....11

2.2 ANTECEDENTES Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....11

2.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA.....12

### **CAPITULO III**

3.- OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 OBJETIVO GENERAL.....12

3.1.2 OBJETIVO ESPECÍFICO.....13

3.2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN.....13-15

## **CAPÍTULO IV**

4.	METODOLOGIA DEL ESTUDIO DEL DISEÑO	
4.1	CRITERIOS DE DISEÑO.....	15
4.1.1	MATERIALES.....	16-17
4.1.2	TENSION DEL SUELO.....	17
4.1.3	NORMAS A CONSIDERAR.....	17-18
4.1.4	ESTIMACIONES DE CARGAS SOLICITANTES.....	18-20
4.1.5	DEFORMACIONES ADMISIBLES.....	21-22
4.1.6	TIPOS DE FUNDACIONES.....	22
4.2	ESTRUCTURACION.....	23
4.2.1	APOYOS Y UNIONES.....	23- 24
4.2.2	ARRIOSTRAMIENTOS.....	24-25

## **CAPITULO V**

5.	PROPUESTA DE UN MODELO DE GALPON	
5.1.1	Cálculo de la costanera.....	26-31
5.1.2	Verificación de la flexión de la costanera.....	32
5.1.3	Cálculo de columna.....	33-34
5.1.4	Cálculo de costaneras laterales.....	34-36
5.1.5	Cálculo de contravenciones.....	36-40
5.1.6	Determinación del número de dimensiones de los pernos de anclaje.....	41-42
5.1.7	Verificación de la capacidad resistente al aplastamiento bajo la placa.....	43
5.1.8	Determinación del espesor de la placa.....	43
5.1.9	Cálculo de diámetro de contravientos.....	44
5.2	Cálculo de placas de apoyo	
	A.- Dimensiones para el cálculo.....	45
	B.- Dimensión de prueba de la plancha extrema.....	46- 47
	C.- Verificación de la plancha de prueba.....	47 -48
5.3	Cálculo de fundaciones.....	49-53

## **CAPITULO VI**

### 6. CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFIA

6.1 CONCLUSIONES.....	54-56
6.2 RECOMENDACIONES.....	56
6.3. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	56-57

## ABSTRACTO

Los galpones generalmente son estructuras de carácter netamente industrial, pero por otro lado tenemos en el sur de Chile un sin número de galpones ubicados en predios agrícolas para satisfacer las necesidades de guarda y mantenimiento de productos agrícolas como papas o trigo, en este estudio se pretende dar solución al pequeño y mediano Empresario Agrícola o ganadero para que obtenga un Galpón ya sea para la guarda de productos o para el cobijo de los animales en periodos altamente fríos, los cuales son característicos en el sur de nuestro país, tomando como elemento primordial el costo beneficio que esto significa, básicamente dejaremos el sistema clásico y característico en el Sur de nuestro país que corresponde a un tipo de construcción en Madera, en algunos casos incluso revestidos con tejuelas de Alerce u otra Madera nativa, es bien sabido que hoy en día existe una legislación sobre el tema y que la corta de ejemplares autóctonos está prohibida sin un plan de manejo por la autoridad competente en este caso CONAF. Lo que sí es importante señalar que las estructuras en Maderas a pesar de ser muy bellas poseen un alto porcentaje de humedad lo cual podría eventualmente ocasionar problemas el producto de guarda, también se debe considerar que el espesor de las escuadrías disminuye la superficie útil por tanto nuestro estudio está basado en la conformación de un sistema estructurado en acero no clásico en otras palabras no se utilizara el tipo de perfiles ocupado para naves industriales, si no que este sistema estará conformado con cerchas y pilares construidos con fierro redondo estriado también llamado fierro de construcción las zapatas o fundaciones serán conformadas en hormigón y del tipo aisladas.

## 1.- Capítulo I

### INTRODUCCION

El estudio se efectúa en territorio Chileno. Como referencia de su ubicación podemos señalar que la República de Chile se sitúa en el margen suroccidental de América del Sur, entre los 17° 30' y 56° 30' de latitud sur.

Sus territorios son parte del continente americano, denominado América del Sur, Oceanía y la Antártica. Su superficie en su conjunto corresponde a 2.006.626 Km<sup>2</sup> Sin contar su extenso mar territorial y las 200 millas de mar patrimonial también denominado como Zona Económica Exclusiva. Sus Límites son, al Norte con Perú al este con la república de Bolivia y Argentina, al Sur con el Polo Sur (Territorio Chileno Antártico) y al oeste con el inmenso Océano Pacífico, el cual baña las costas del territorio en una extensión de más de 8.000 Km

Corresponde a un territorio en extremo extenso y por ende con climas muy diversos, es un territorio muchas veces bastante agresivo debido a su compleja conformación geológica y geodinámica muy activa, asociada a la complicada configuración topográfica la cual tiene una notable injerencia en la variabilidad climática, tenemos por un lado tenemos en nuestro país un clima muy caluroso (desierto de Atacama) tenemos también una zona intermedia que es la zona central y por otro lado en la zona sur tenemos un clima con lluvias periódicas e intensa nevazones estos escenarios potencialmente destructivos es en donde se basa el principio de este estudio . Nuestro estudio estará definido en la parte centro y sur de nuestro país el cual resulta un escenario altamente agresivo, corresponde a espacios donde se han registrado eventos ocurridos en el pasado y también donde, de acuerdo con los estudios de riesgo, se determina una mayor probabilidad de ocurrencia de los fenómenos atmosféricos y/o geológicos. Los factores que son considerados para la identificación de estos escenarios son los siguientes:

Las características y el tipo de variabilidad climática.

Las características de humedad de la zona

Los procesos de geodinámica externa

Los fenómenos que se denominan peligrosos los cuales ocasionan los desastres de mayor envergadura en Chile son: Los terremotos, Las inundaciones, los anegamientos y aluviones (avalanchas de Lodo) las sequias y últimamente los incendios Forestales aunque estos últimos están más asociados al factor humano Existen otros fenómenos que ocurren eventualmente pero que tienen un impacto menor en términos territoriales, así como la cantidad de víctimas, daños y pérdidas de la índole económica que los anteriormente citados. Los terremotos son sin lugar a dudas los que revisten el mayor peligro. La incesante actividad sísmica de nuestro país tiene un amplio desarrollo cuyo origen esta relacionado por las condiciones tectónicas regionales y las condiciones locales del suelo que determinan la aceleración y la severidad de sacudimiento que a su vez van a tener notable influencia sobre cualquier tipo de estructuras.

Debido a lo anteriormente señalado es de suma importancia realizar construcciones de carácter sismoresistentes las cuales soporten de buena forma los movimientos sísmicos de los cuales fueran objeto sin llegar a colapsar, dependiendo evidentemente del grado de este y anteponiendo la seguridad ante el costo de edificación

## **2.- CAPITULO II**

### 2.1 Descripción de problema:

Básicamente el problema correspondiente a este estudio corresponde a que en el centro y sur oceánico de nuestro país existe la necesidad de Almacenar gran cantidad de productos correspondientes a la Agricultura así como también la necesidad de poder almacenar forraje para los animales de pastoreo como también el resguardo de los mismos en periodo de invierno debido a las bajas temperaturas y nevazones.

### 2.2 ANTECEDENTES Y FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

En un pequeño predio es poca la tierra productiva así como tecnología y capital y sobra la mano de Obra, Por esta razón es importante aparte de aprovechar al máximo la tierra disponible el tener un lugar fresco y seco donde poder almacenar los productos, forraje para animales y también resguardo de los mismos.

Dada la inmensa cantidad de construcciones en madera tipo “Galpón” que existen en el centro y sur del país, que no han sido materia de estudio aun, Pero si podemos indicar que debido a su gran envergadura, en su crujía y desarrollo los sistemas constructivos se complejizan y se han dado soluciones que en la práctica no han dado resultado ya que muchas de ellas colapsaron para el terremoto del 60 el más grande evento registrado en nuestro país

### 2.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

La definición del problema lo podemos establecer de la siguiente manera podríamos decir que el galpón se diferencia de las otras tipologías arquitectónicas

del sur del país, como las casonas y las iglesias, ya que se trata de una arquitectura destinada a la “economía formal”. Claramente estamos estableciendo un galpón para uso domestico

En otras palabras un Galpón incide notablemente en la economía familiar ya que sin él no se pueden almacenar los productos obtenidos del predio, tampoco se puede almacenar forraje para los animales así como tampoco se puede dar cobijo a los mismos en épocas de hielo.

### **3.- CAPITULO III**

#### **3.1. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

##### **3.1.1 Objetivo General..**

EL objetivo general de la Investigación es poder brindar a los medianos y pequeños agricultores de la zona centro y sur del país un sistema constructivo de un Galpón a bajo costo estructurado en acero de línea Arquitectónica clásica

##### **3.1.2 Objetivo específico**

Teniendo como base el objetivo General la idea de este sistema es que les resulte rápido y económico de construir atendiendo la agresividad de las zonas en donde estarán emplazados, de esta manera los propietarios de ellos podrán dar los usos estimados en forma indistinta.

### 3.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LA INVESTIGACIÓN

Desde hace muchas décadas se han construido galpones en la zona sur de nuestro país estructurados y conformados en su totalidad en Madera los cuales se comportan bastante bien en sismos, pero debido al estar en contacto directamente con el terreno hace que la estructura presente un deterioro progresivo de los elementos basales en definitiva esto se vio muy bien reflejado en el sismo ocurrido el domingo 22 de mayo de 1960 a las 15:11 hora local (UTC-4). Su epicentro se localizó en las cercanías de Lumaco provincia de Malleco, Región de la Araucanía, y tuvo una magnitud de 9,5  $M_w$ ,

en donde colapso un gran número de estas estructuras, en otro aspecto también tenemos que tener en consideración que al día de hoy existe una legislación que no permite la tala de bosque nativo y que la construcción de las nuevas estructuras estaría condicionada a la utilización de Madera de Pino Insigne, el cual es un elemento estructural bastante más blando y de menor durabilidad que las maderas antiguamente utilizadas.

También es importante señalar que la Madera de Pino enterrada tiene una duración aproximadamente de diez años con este antecedente se nos complica demasiado la confección de las fundaciones.

A continuación algunas fotografías de galpones Típicos obtenidas de un texto de Arquitectura Lago Llanquihue



Extraído de: <http://arquitecturagalpones.cl/proyecto.html>



Extraído de :Biskupovic, F., Grenade, S.,Días, J., "Levantamiento y dibujo planimétrico",2011

Como comentábamos anteriormente se pueden apreciar las fundaciones corresponde a Madera enterrada en terreno Natural.

En el caso que la nave se utilice para caballerizas y establos se debe considerar para su construcción lo que plantea la ley general de Urbanismo y construcción y ordenanza por tanto se deberá revisar **TITULO IV** De la arquitectura **CAPITULO XII** Caballerizas y establos.

En el caso que le utilice la nave para almacenaje se debe contemplar **TITULO IV** De la arquitectura **CAPITULO XIV** Establecimientos industriales o de bodegaje.

## **CAPITULO IV**

### 4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 4.1 Criterios de diseño

Para los componentes de acero, tales como:

- Costaneras
- Columnas
- Vigas
- Otros.

Se utilizará el método de tensiones admisibles de diseño en acero.

Para los componentes de hormigón, tales como:

- Fundaciones
- Otros.

Se utilizará el método diseñado último o diseño a la rotura.

#### 4.1.1 Materiales

Acero del tipo A42-27 ES será utilizado en los siguientes componentes de la estructura:

- Costanera de techo, laterales y frontón (largo máx. 6m)
- Columnas de viento
- Arriostramientos

Las cubiertas de techo, frontón y laterales serán del tipo Panel PV-6 de Instapanel con un largo de 6m..

Para la unión entre cubierta lateral y techo se utilizará el panel Instapanel tipo PV-6 curvo..

Para la unión en la cima del techo se utilizará el Doble PV-6 cumbre, de Instapanel.

Los pernos de unión y anclaje serán de acero de alta resistencia de tipo estructurales y simples, según corresponda.

Las soldaduras serán del tipo E-60 o E-70 dependiendo de la solicitud.

#### 4.1.2 Tensión del suelo

La tensión soporte admisible del suelo se considerará con un valor de  $\sigma_{est} = 1.5/cm^2$  aumentable hasta en un 30%

NATURALEZA DEL TERRENO	PRESIONES ADMISIBLES (kg/cm <sup>2</sup> )	
1. Roca dura, roca primitiva	20	a 25
2. Roca blanca (toba, arenisca, caliza, etc.)	8	a 10
3. Tosca o arenisca arcillosa	5	a 8
4. Grava conglomerada dura	5	a 7
5. Grava suelta o poco conglomerada	3	a 4
6. Arena de grano grueso	1,5	a 2
7. Arcilla compacta o arcilla con arena seca	1	a 1,5
8. Arena de grano fino, según su grado de capacidad	0,5	a 1
9. Arcilla húmeda, hasta	0,5	
10. Fango o arcilla empapada	0	

Extraído de Ley general de Urbanismo y construcciones

#### 4.1.3 Normas a considerar

Para la realización del cálculo del proyecto se considerarán las siguientes normas vigentes en Chile:

- Nch 427**                    *“Flechas y contraflechas”*
- Nch 432 of.71:**        *“Cálculo de acción del viento sobre las construcciones”*
- Nch 1537:**                *“Cálculo de cargas permanentes y sobrecargas de uso”*
- Nch 2369 of 97:**      *“Análisis sísmico de estructuras industriales”*
- Nch 203**                    *Acero para uso estructural.*
- Nch 209**                    *Acero, Planchas gruesas para usos generales y de Construcción Mecánica. Especificaciones.*
- Nch 304**                    *Electrodos para soldar al arco manual. Terminología y Clasificación.*
- Nch 305**                    *Electrodos para soldar al arco manual. Aceros al Carbono y aceros de baja aleación.*
- Nch 306**                    *Electrodos revestidos para soldar al arco. Aceros al Carbono y acero de baja aleación.*
- Nch 308**                    *Examen de soldadores que trabajan con arco eléctrico.*

- Nch 703**                      *Aceros. Planchas gruesas de acero al carbono laminadas en caliente.*  
*Tolerancias.*
- Nch 776**                      *Electrodos desnudos para soldar al arco sumergido. Aceros al Carbono y aceros de baja aleación. Especificaciones.*

#### **4.1.4 Estimación de Cargas Solicitantes**

Las cargas por peso propio de la estructura no se analizarán en este punto que aún no se tienen las dimensiones tentativas de todos los elementos estructurales que la componen. Las cuales se plantearán en la memoria de cálculo respectiva

Combinaciones de carga:

A continuación se detallan algunas combinaciones posibles de carga:

- 1.-  $pp+sc$
- 2.-  $0,75+(1,0*pp+0,33*sc+-sxy)$
- 3.-  $0,75*(1,00*pp+0,33*sc+-vxy)$
- 4.-  $0,75*(1,00*pp+0,33*sc+1,00*cop+-vxy)$
- 5.-  $pp+sc+cop+lv+Fh+Vx+Vy$

Donde:

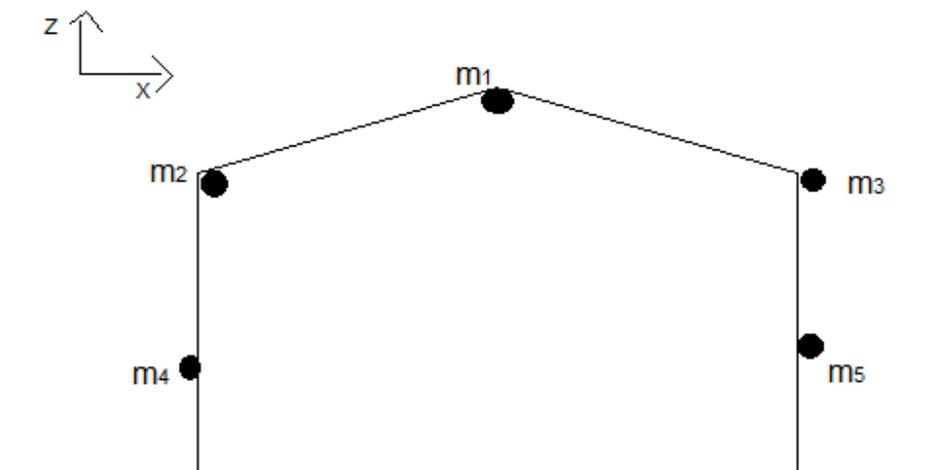
Pp: peso propio  
sc: sobrecarga  
sxy:sismo  
vxy:viento

La carga sobre por techumbre se considerará mínima con un valor de  $q=1$  Kpa. Uniformemente distribuida en el plano horizontal, sin considerar reducciones (mayor seguridad).

### Cargas sísmicas:

Para efecto de cargas eventuales de tipo sísmico se recurrirá a la Nch 2369, obteniendo de ésta un factor  $C=0.2$  para efecto de cálculo de fuerzas debido a sismo.

La distribución de las masas tributarias se detalla en el siguiente diagrama:



Nota: las masas tributarias se calcularán del siguiente modo:

$$M_i = pp_{trib} + 0.25 * sc_{trib}$$

Donde:

$pp_{trib}$  : peso propio tributario

$sc_{trib}$  : sobrecarga tributaria

Por consiguiente, las fuerzas respectivas serán:

$$F_i = 0.2 * M_i$$

### Sobrecargas de viento:

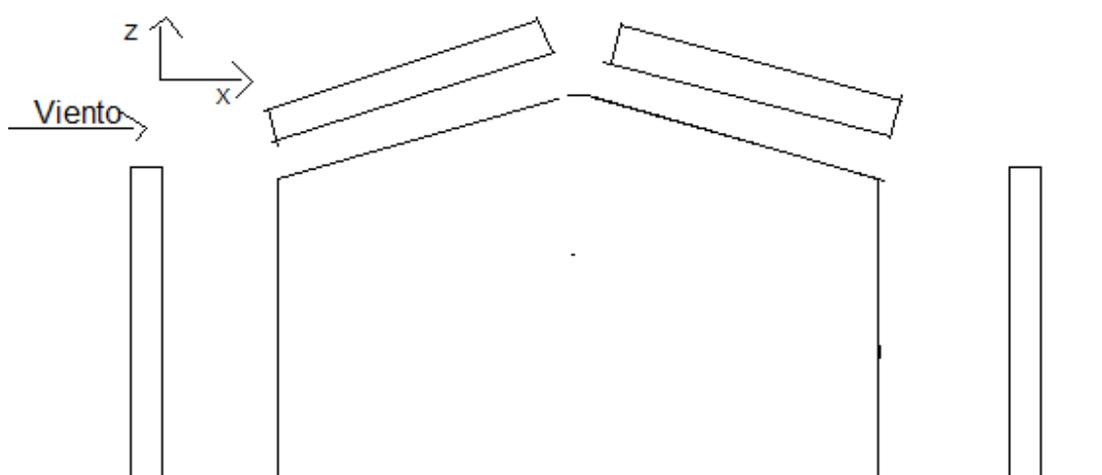
Para las cargas de viento, se considerará la velocidad de éste en dirección horizontal.

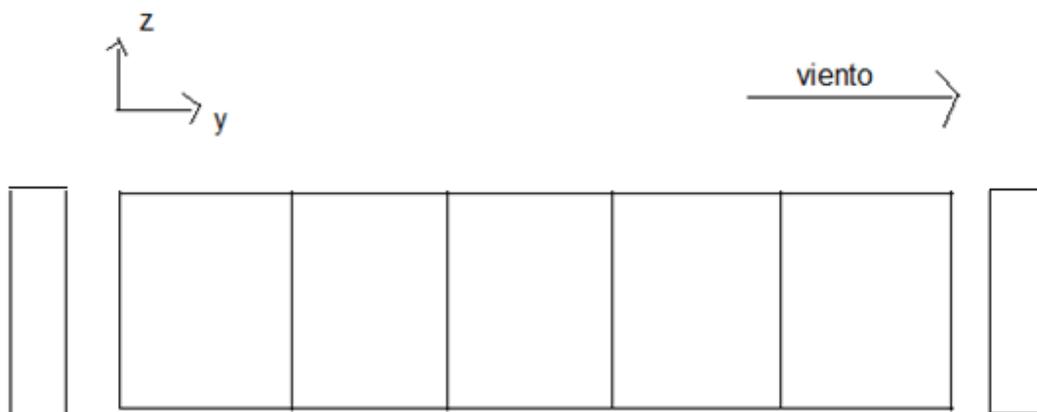
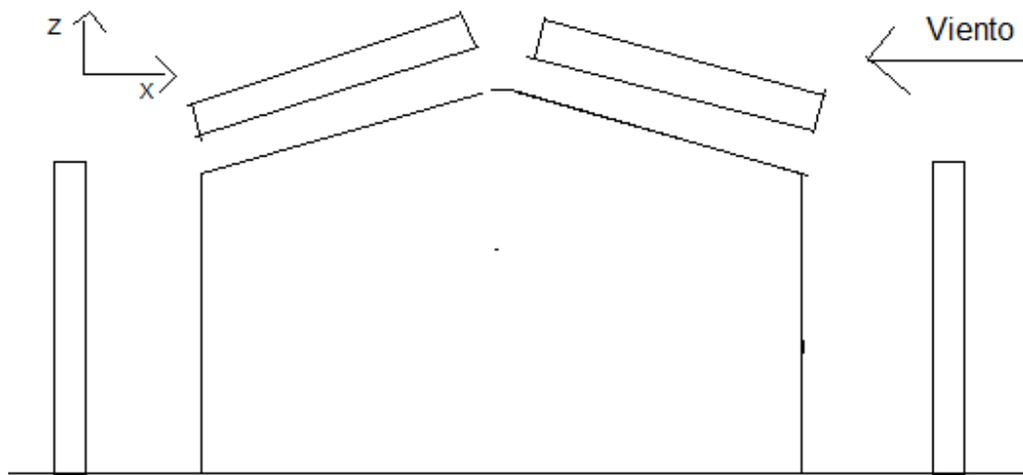
Por Nch 432of.71 se obtiene una presión básica de:

$$q = u^2 / 16$$

Los valores finales de estos los daremos en la memoria de calculo

Los diagramas son los siguientes:





### 1.1.6 Deformaciones Admisibles

Las deformaciones admisibles serán obtenidas de la norma Nch 427 (Manual ICHA)

Flechas para vigas:

Tipo de viga	Flecha
Planchas onduladas de techo	L/20
Costaneras de techo	L/200

Flechas para columnas:

Tipo de columna	Flecha
Planchas onduladas de muro, costaneras de muro.	L/120
Columnas frontales que soportan costaneras.	L/200

Debido a las longitudes entre apoyos no se considerarán contraflechas.

### 4.1.6 Tipo de Fundaciones

Las fundaciones de la estructura serán consideradas como zapatas aisladas rectangulares o cuadradas y armadas según corresponda.

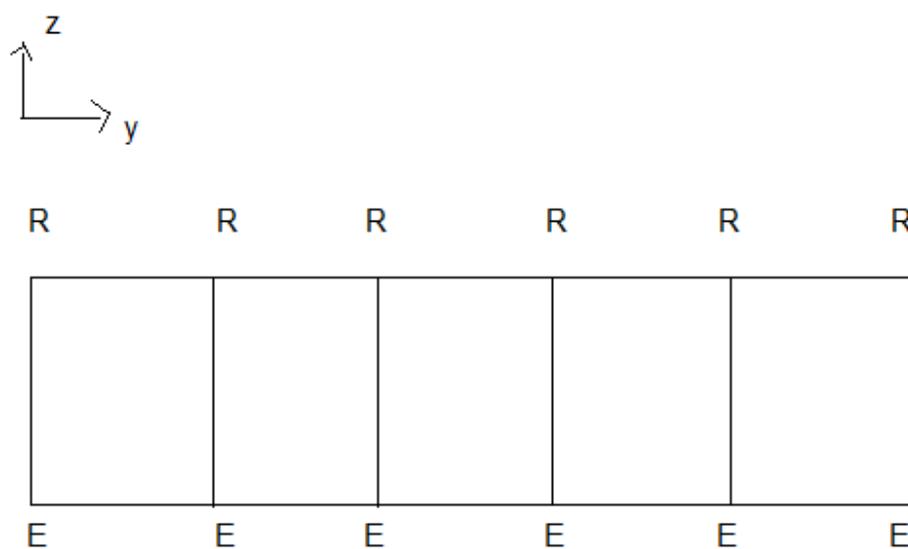
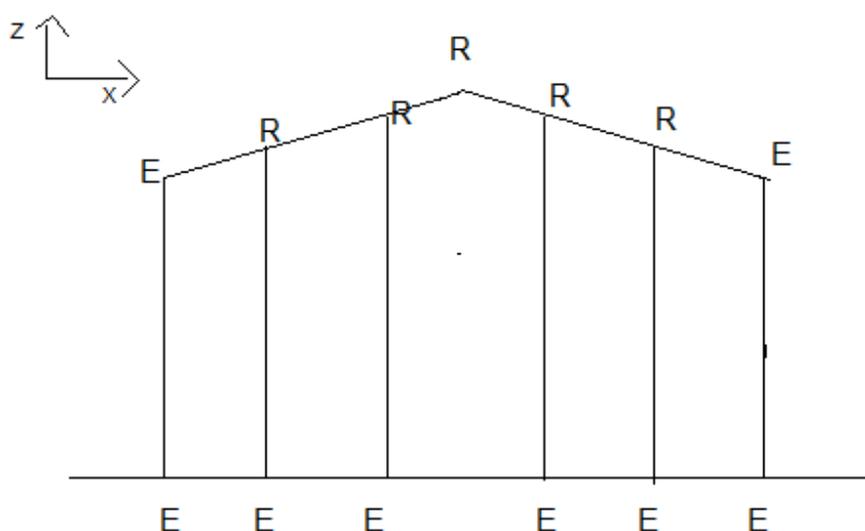
## 4.2 Estructuración

### 4.2.1 Apoyos y uniones

Simbología:

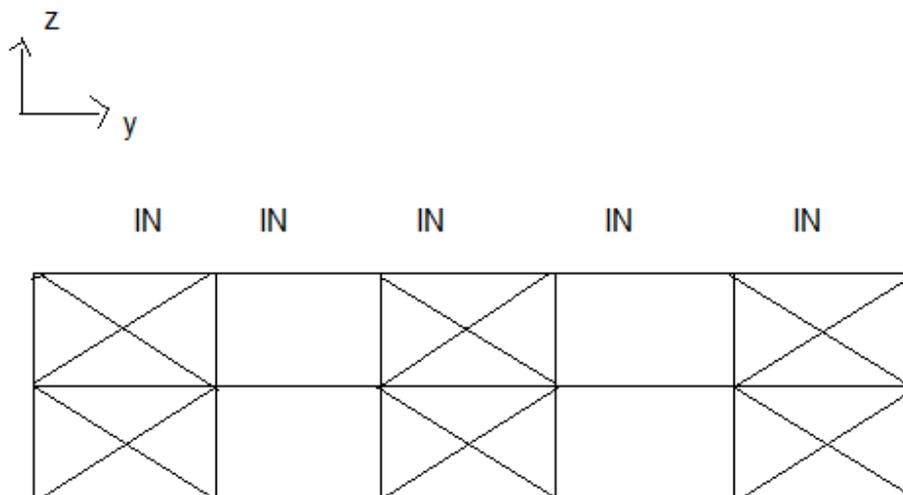
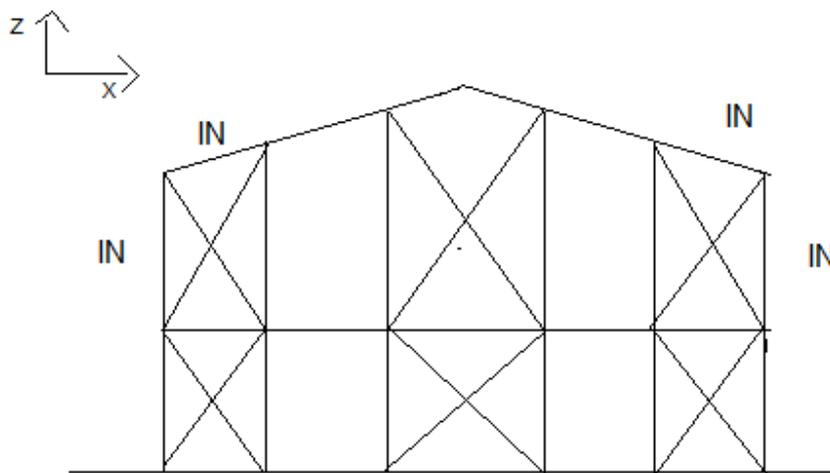
E: Empotrado o cacho rígido

R: Apoyo simple o rotulado



#### 4.2.2 Arriostramientos

Debido a las longitudes necesarias para las riostras y a las dimensiones y cargas estimadas para la nave éstas serán perfiles tipo TL y serán instalados de la siguiente manera (se incluyen también los tipos de perfiles a utilizar en vigas y columnas principales):



La elección de apoyos empotrados en la base de la estructura se debe a que de esta manera se puede reducir, en forma considerable, la longitud efectiva de las columnas principales que, además se encuentran arriostradas en los puntos que se detallan arriba. Con esto se logra que la esbeltez de estos elementos estructurales sea menor, lo cual conlleva a que se requieran elementos con menor sección y por ende más livianos y económicos traspasando menos carga a las fundaciones por efecto del peso propio.

La elección de uniones simples (no toman carga de momento) en algunos puntos se debe principalmente a la decisión (personal) de no rigidizar demasiado la estructura y a liberar ciertas cargas de momento flector.

Los distintos arriostramientos han sido proyectados en las posiciones y número que se indican en las figuras para dar mayor estabilidad a la estructura en sus dos ejes principales, para así poder tomar cargas provenientes del viento y los sismos.

## **5.- CAPITULO V**

### **5.- MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL**

#### **5.1 Cálculo de la costanera**

Nota: la distancia entre costaneras será de 1 m para efecto de cálculo

Sobrecarga = 35 kgr/m<sup>2</sup>

Zinc P<sub>p</sub> = 15kgr/m<sup>2</sup>

Costanera P<sub>p</sub>=4kgr/m<sup>2</sup>

54kgr/m<sup>2</sup> x 1 m

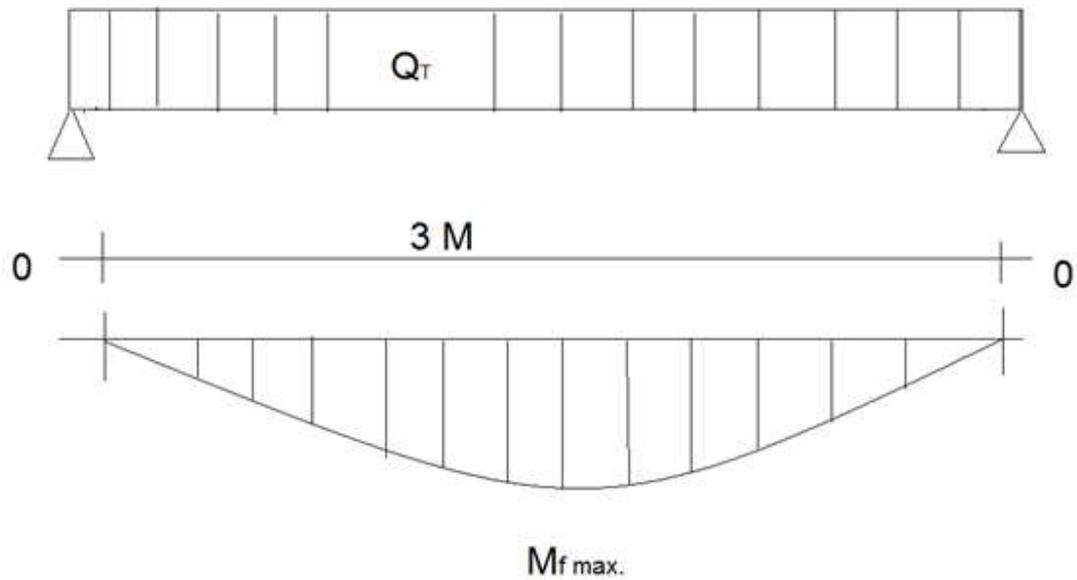
Q<sub>T</sub> = 54kgr/MxL

Cálculo del momento flector

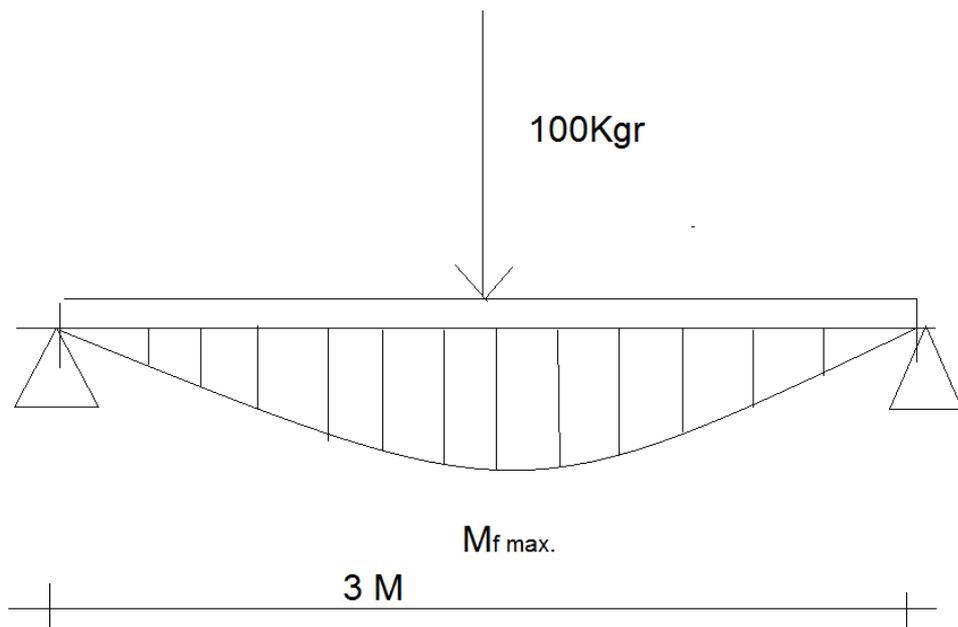
M<sub>f</sub> = (Q x L<sup>2</sup>)/8 = (54x3<sup>2</sup>)/8

M<sub>f</sub> = 60,75 kgr - m

M<sub>f</sub> = 60,75 kgr - CM



Según Nch se calculará con una fuerza de 100 gr al kgr al centro de la viga



$$M_f = (Q \times L) / 4 = (100 \times 300) / 4$$

$$M_f = 7500 \text{ kgr} \times \text{cm}$$

Después de haber deducido los momentos flectores se trabajará en el cálculo con el momento flector mayor, por lo tanto el mto. Utilizado será el de 7500kgr – cm

### **Deducción del módulo resistente (W)**

Material A3724 Es.

$$F = 2400 \text{ kgr/cm}^2$$

$$Ad \text{ A3724} = 1440 \text{ kgr/cm}^2$$

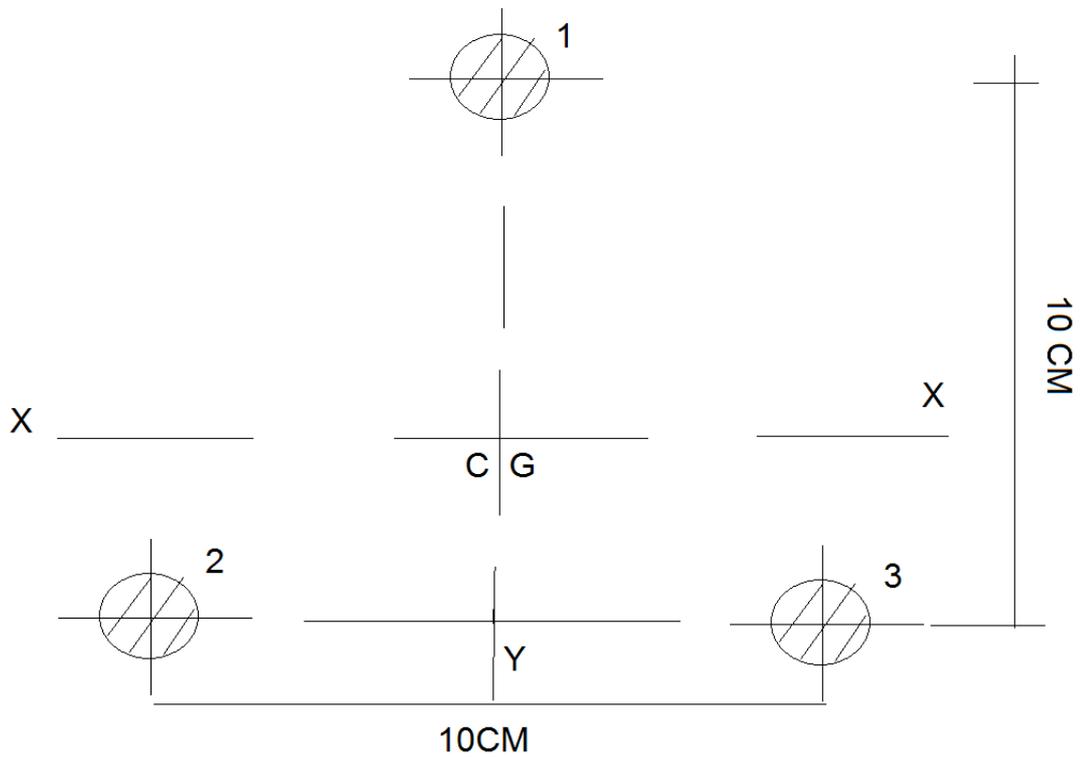
$$W_T = M_f / ad = 7500 \text{ kgr-cm} / 1440 \text{ kgr/cm}^2$$

$$W_T = 5208 \text{ cm}^3$$

El modulo resistente de trabajo, luego se compara con el modulo deducido de la figura geométrica.

Nos proponemos el siguiente diseño:

1.- costanera triangular con las siguientes dimensiones.



$$\varnothing = 1,2 \text{ cm}$$

$$A = (\pi \times D^2) / 4 = (3,14 \times (1,2)^2) / 4$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$I_U = (\pi \times D^4) / 64$$

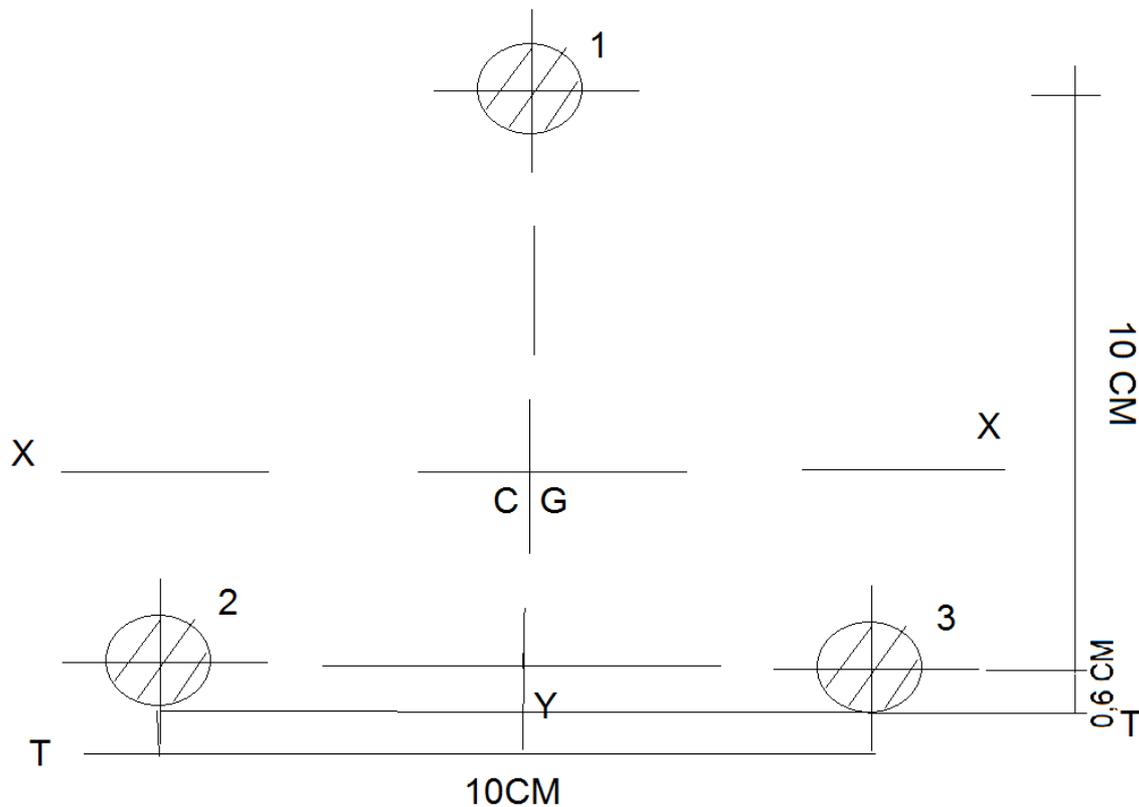
$$I_U = 0,10 \text{ cm}^4$$

### Deducción del centro de gravedad

El centro de gravedad en X sabemos se encuentra ubicado en la mitad para que

$\exists$  equilibrio

$$X = 10/2 = 5 \text{ cm}$$



$$A_2 \times 0,6 \text{ cm} + A_3 \times 0,6 \text{ cm} + A_1 \times 10,6 \text{ cm} = EA \times Y$$

$$\bar{Y} = ((1,3 \times 0,6)2 + 1,13 \times 10,6) / 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\bar{Y} = 3,9581 \text{ cm}$$

El centro de gravedad estará ubicado en la intersección de las coordenadas X e Y

$$\bar{Y} = 3,9581 \text{ cm}$$

$$\bar{X} = 5 \text{ cm}$$

Después de haber deducido el C.G. se calculará el módulo resistente "W"

$$\bar{Y} = 3,9581\text{cm}$$

$$\bar{X} = 5\text{ cm}$$

$$I_1 = I_U + A \times d^2$$

**Dónde:**

I= momento polar de inercia en (cm<sup>4</sup>)

I<sub>U</sub>= momento polar de inercia unitario (cm<sup>4</sup>)

A= área en cm<sup>2</sup>

D= distancia al centro de gravedad en cm

$$I_{x-x} = (I_1 + A \times d^2) + (I_2 + A \times d^2) + (I_3 + A \times d^2)$$

$$I_{x-x} = (0,10 + 1,13 \times (6,04)^2) + (0,10 + 0,13 \times (3,958)^2) + (0,10 + 1,13 \times (3,958)^2)$$

$$I_{x-x} = 76,92\text{ cm}^4$$

$$I_{y-y} = (I_1 + A \times d^2) + (I_2 + A \times d^2) + (I_3 + A \times d^2)$$

$$I_{y-y} = 0,10 + 2(0,10 + (5^2 \times 1,13))$$

$$I_{y-y} = 56,8\text{ cm}^4$$

**Calculo del módulo resistente admisible**

W= módulo resistente en cm<sup>3</sup>

C= fibra más alejada del centro de gravedad en cm.

$$W = I/C = 56,8\text{ cm}^4 / 6,642\text{cm}$$

$$W_{y-y} = 8,55\text{ cm}^3$$

Si comparamos módulos resistentes se deberá cumplir

$$W_{ADM} \geq W_T$$

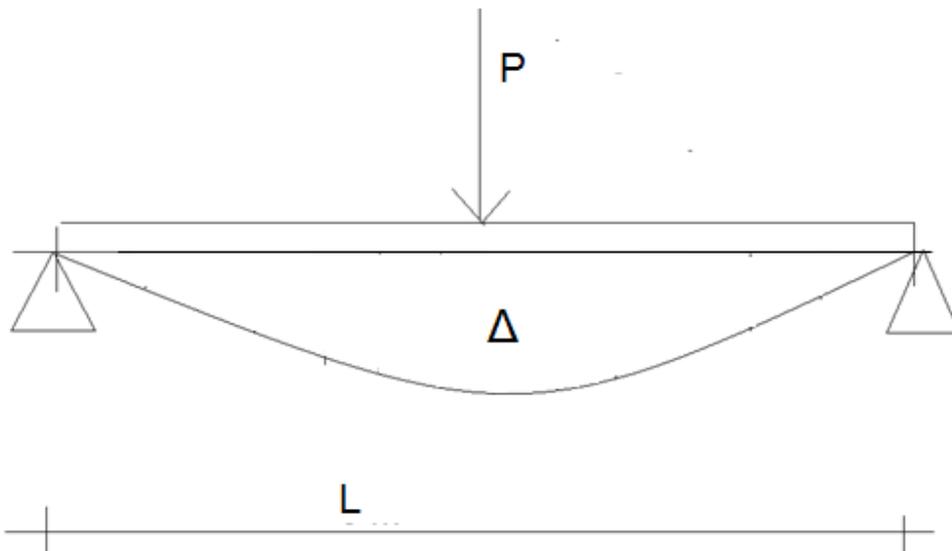
$$8,55 \text{ cm}^3 \geq 5,208 \text{ cm}^3$$

## 5.2 Verificación de la flexión en la costanera

Flecha admisible para costaneras según inditecnor.

Elemento	Flecha máx.	Relación HL A 3724
Costanera	$F \geq L/700$	1/35

Luego:  $\Delta = 300/700 = 0,42 \text{ cm}$



$$\text{Flecha máxima} = (P \times L^3) / 48 \times E \times I_{x-x} = (95,63 \times 300^3) / 48 \times 10^6 \times 76,92$$

$$\text{Flecha máxima} = 0,11 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto} = 0,42 \text{ cm} > 0,11 \text{ cm}$$

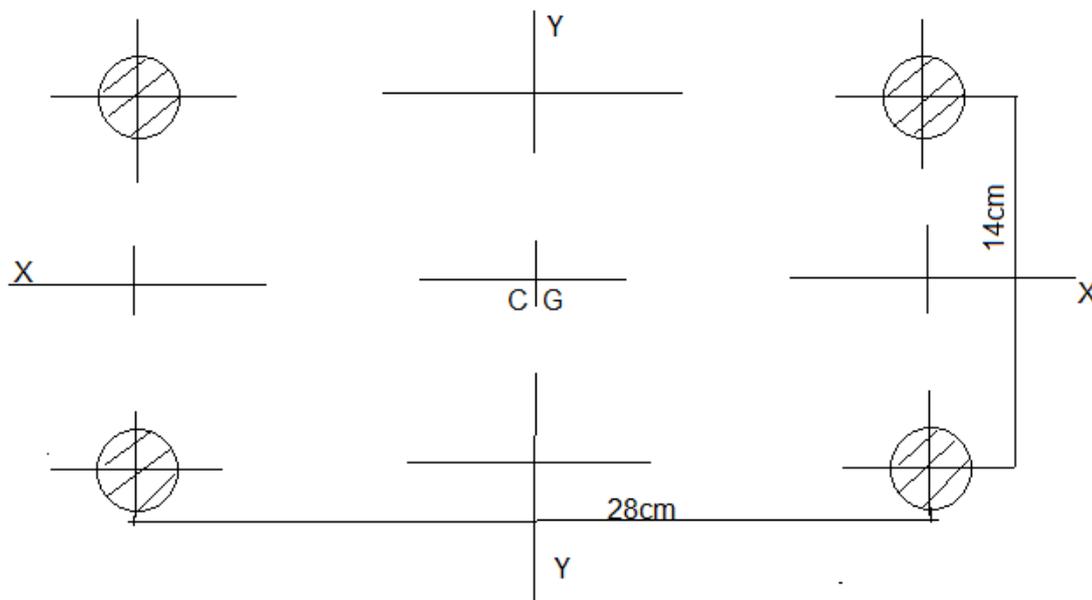
### 5.3 Calculo de columna

$$\varnothing = 1,2 \text{ cm}$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$I_U = 0,10 \text{ cm}^4$$

Nos proponemos el siguiente diseño y verificamos



$$I_T = 4 (I_U + A \times d^2)$$

$$I_T = 4 (0,10 + 1,13 \times (14)^2)$$

$$I_T = 886,32 \text{ cm}^4$$

$$W_{ADM} = I / C = 886,32 \text{ cm}^4 / 14,6 \text{ cm}$$

$$W_{ADM} = 60,71 \text{ cm}^3$$

$$W_T = 75214 \text{ kgr} \times \text{cm} / 1440 \text{ kgr/cm}^2$$

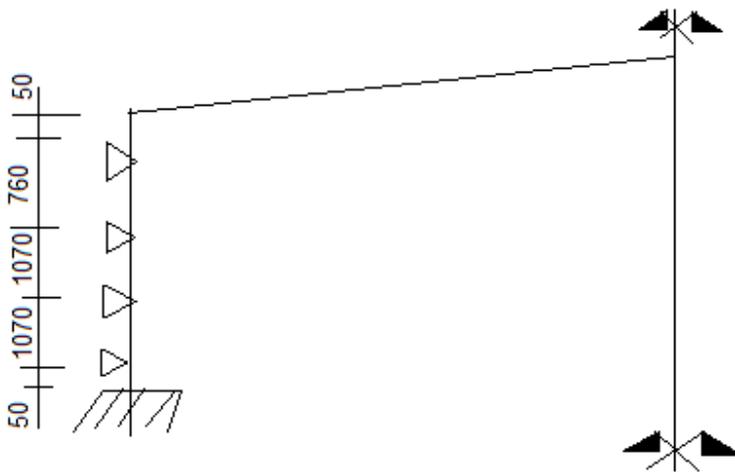
$$W = 52,23 \text{ cm}^3$$

Por lo tanto, se deberá cumplir que

$$W_{ADM} \geq W_T$$

$$60,71\text{cm}^3 \geq 52,23\text{ cm}^3$$

#### 5.4 Calculo de costaneras laterales



Para efecto de cálculo se consideran las costaneras a 1,07 m

#### Cargas entre marcos

Peso de plancha de zinc :  $15\text{kg}/\text{m} \times 3\text{ m} / 4 = 11,25\text{ kg}/\text{m}$

Peso costanera:  $4\text{kg}/\text{m}$

Peso de ganchos:  $0,5\text{kg}/\text{m}$

Total:  $15,75\text{ kg}/\text{m}$

Por lo tanto carga vertical  $Q_{Vx} = 15,75\text{ kg}/\text{m}$

### Carga producida por el viento

Presión básica del viento:  $70 \text{ kgr/m}^2$

Para el cálculo se usará la presión producida en barlovento, ya que esta es mayor que la producida sobre sotavento.

**Carga producida entre costaneras:**  $Q_V = 70 \text{ kgr/m}^2 \times 1,07 \text{ m}$

$Q_{VY} = 75 \text{ kgr/m}$

### Calculo de momentos

El momento producido por el viento, afectará el eje Y-Y

Este momento flector será:

$$M_{\text{MAX Y-Y}} = (Q_{VY} \times L^2) / 8 = (15,75 \text{ kgr/m} \times (3 \text{ m})^2) / 8$$

$$= (15,75 \text{ kgr/m} \times 9 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_{\text{MAX Y-Y}} = 17,72 \text{ kgr/m}$$

Obteniendo los valores de los momentos flectores en el eje X e Y los introducimos a la siguiente formula que será:

$$M_f \text{ Y-Y} / W_Y + M_f \text{ X-X} / W_X \leq 0,6 \Gamma f$$

$$W_Y = 8,55 \text{ cm}^3$$

$$W_X = 7,25 \text{ cm}^3$$

$$8437,5 \text{ kgr} - \text{cm} / 8,55 \text{ cm}^3 + 1.772 \text{ kgr} - \text{cm} / 7,25 \text{ cm}^3 \leq 0,6 \times 2.400 \text{ kgr/cm}^2$$

$$986,84 \text{ kgr/cm}^2 + 244,41 \text{ kgr/cm}^2 \leq 1400 \text{ kgr/cm}^2$$

$$1231,25 \text{ kgr/cm}^2 \leq 1400 \text{ kgr/cm}^2$$

Después de haber introducido todos los datos a la fórmula, se le observa que las costaneras laterales resisten los refuerzos a las cuales están siendo sometidas.

Se usarán las mismas dimensiones y alambre que las costaneras de techo.

### 5.5 Cálculo de contraventaciones

Las contraventaciones de techo, que nos permiten obtener sus resistencias por cálculo, también serán válidas para las contraventaciones laterales

#### Datos para el cálculo:

Inclinación del techo:  $17^\circ$

Esfuerzo del viento normal al techo: presión básica del viento

$(P_v): 10 \text{ kgr/m}^2$

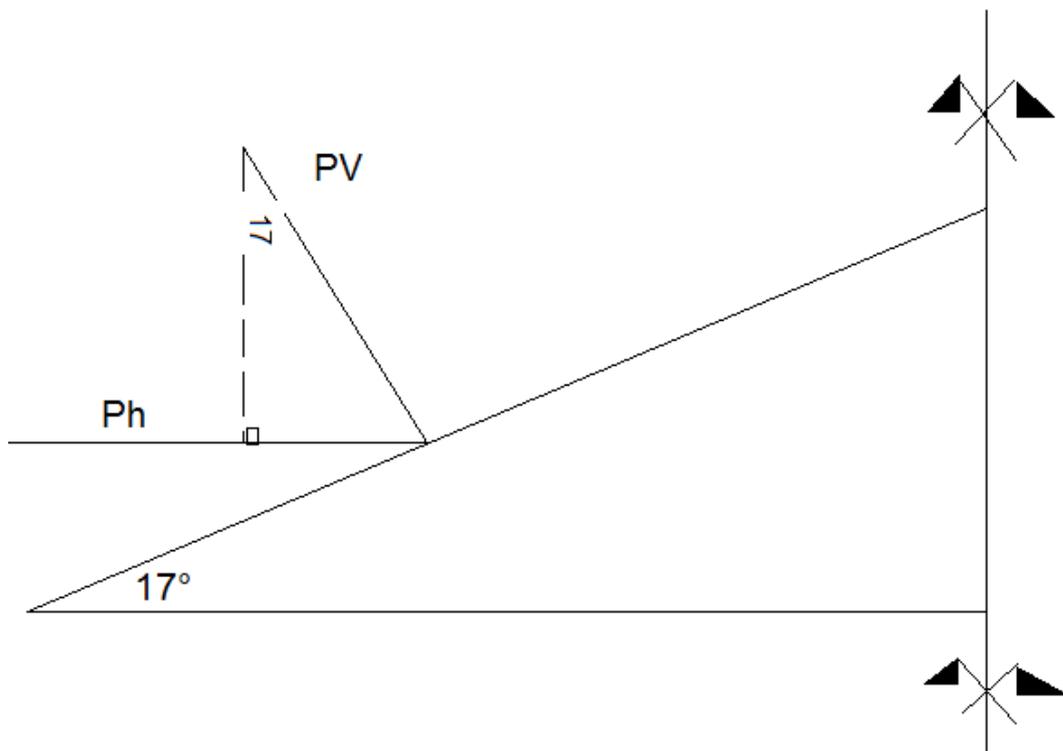
$P_v = 0,4 \times 10 \text{ kgr/m}^2$

$P_v = 28 \text{ kgr/m}^2$  (succión)

Área por módulo:  $A = 3 \times 3,137 \text{ m}$

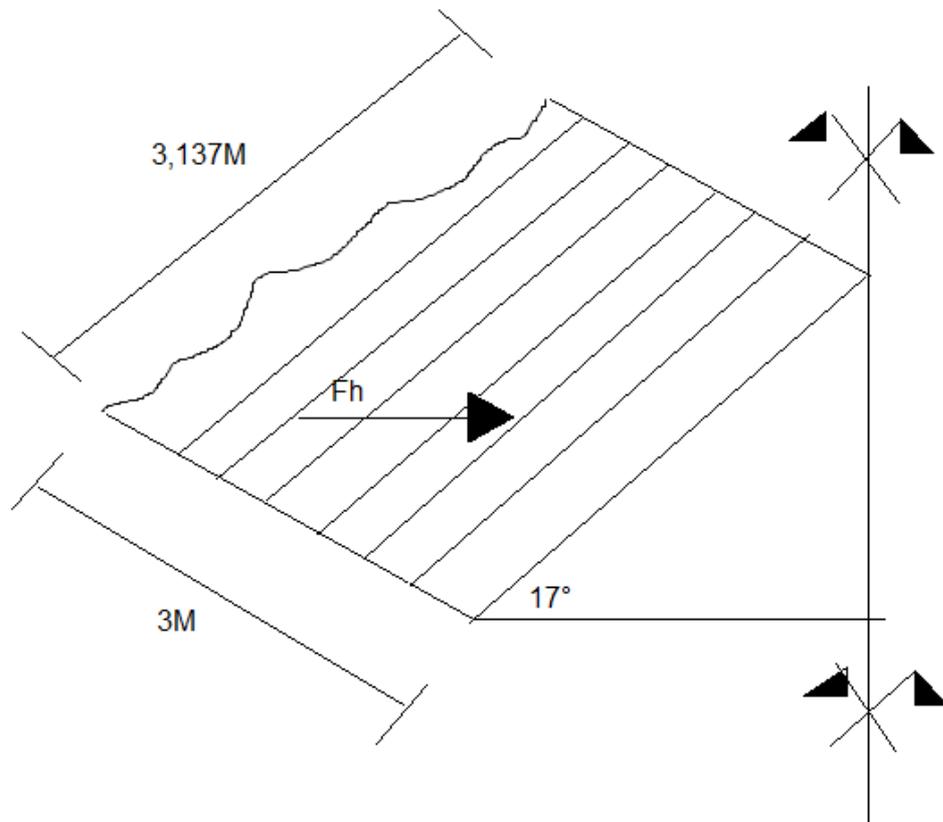
$A = 9411 \text{ m}^2$

Esfuerzo horizontal de viento ( $P_h$ ):



$$P_h = 28 \text{ kgr/m}^2 \times \sin 17^\circ$$
$$P_h = 8,186 \text{ kgr/m}^2$$

**Fuerza horizontal ( $F_h$ ):**

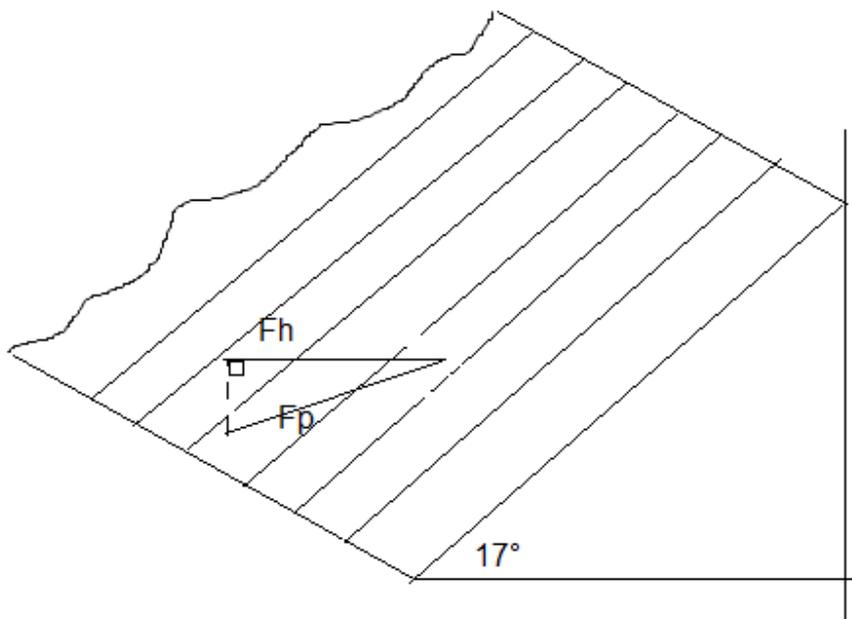


$$F_h = P_h \times A$$
$$F_h = 8,186 \text{ kgr/m}^2 \times 9,411 \text{ m}^2$$
$$F_h = 77,038 \text{ kgr.}$$

Esta fuerza es repartida equitativamente entre cada uno de los contravientos colocados a ambos lados de la techumbre

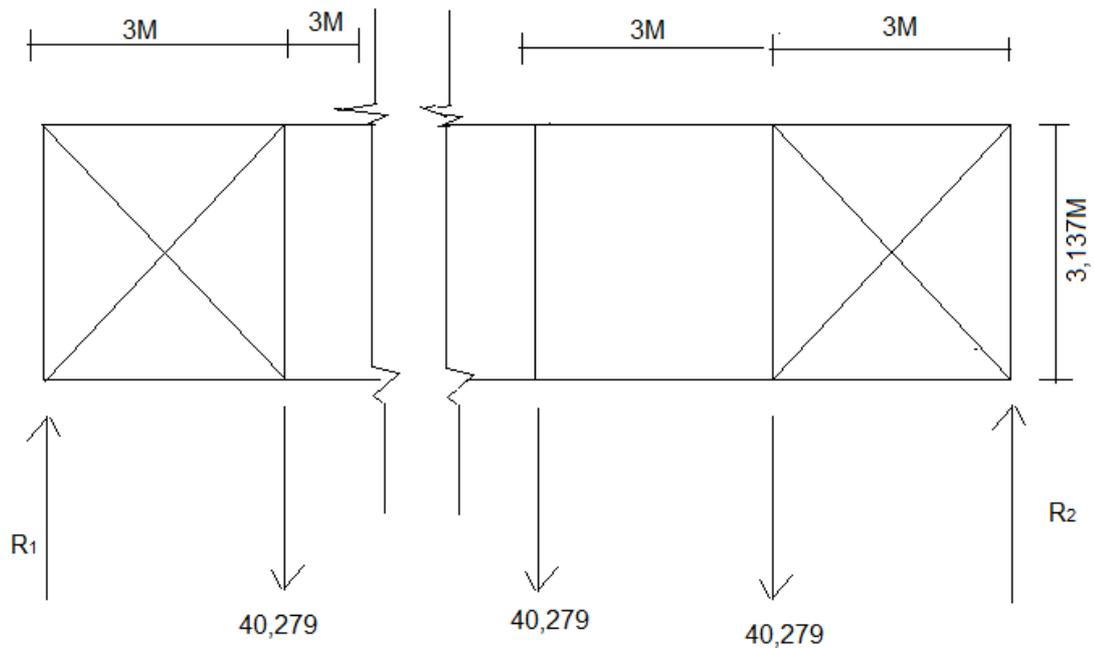
Se obtiene, por lo tanto:  
 $F_h = 38,519 \text{ kgr}$  para cada lado.

### Fuerza en el plano del techo( $F_p$ )



$$F_p = F_h / \cos 17^\circ$$
$$F_p = 38,519 \text{ kgr} / \cos 17^\circ$$
$$F_p = 40,279 \text{ kgr}$$

### Diagrama de cuerpo libre



#### Reacciones:

$$R_1 = R_2 = (40,279 \text{ kgr} \times 3) / 2 = 60,418 \text{ kgr}$$

#### Inclinación de los contravientos

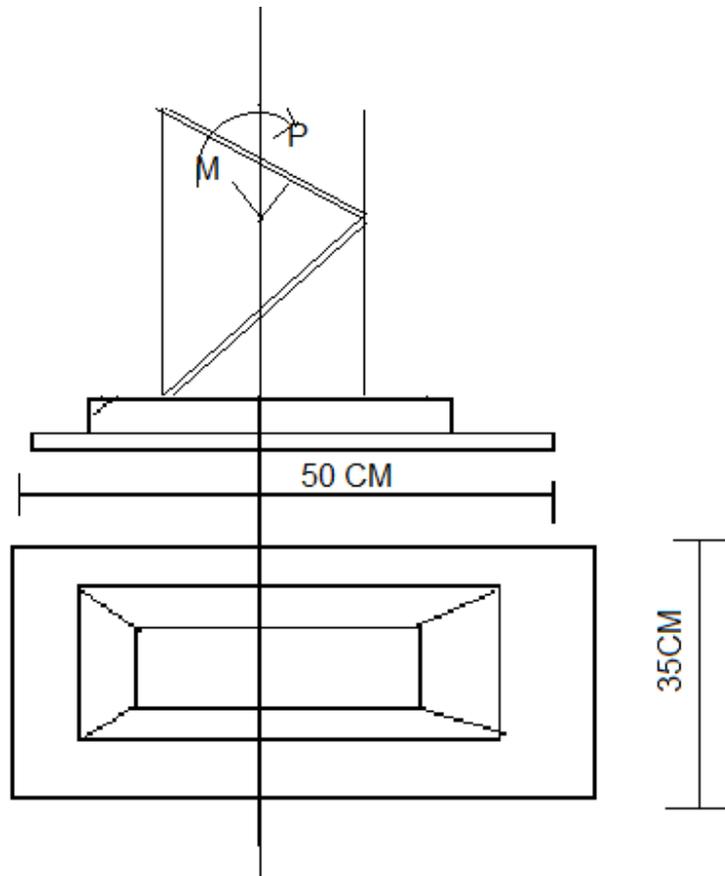
$$\begin{aligned} \text{Tg } \alpha &= 3\text{m} / 3,137\text{m} \\ \text{Tg } \alpha &= 0,956 / \text{INV. Tg} \\ \alpha &= 43,7^\circ \end{aligned}$$

#### Carga máxima en los contravientos:

$$\begin{aligned} F_{\text{MAX}} &= R_1 / \cos 43,7^\circ \\ F_{\text{MAX}} &= 60,418 \text{ kgr} / \cos 43,7^\circ \end{aligned}$$

$$F_{MAX} = 83,569 \text{ kgr}$$

**5.6 A).- Determinación del número y dimensión de los pernos de anclaje**



Datos:

P= carga axial de compresión 621 kgr

M= momento actuante 307,87 kgr – m

Usar acero A 3724 Es.

Considerar la plancha de 550 mm x 350 m/m

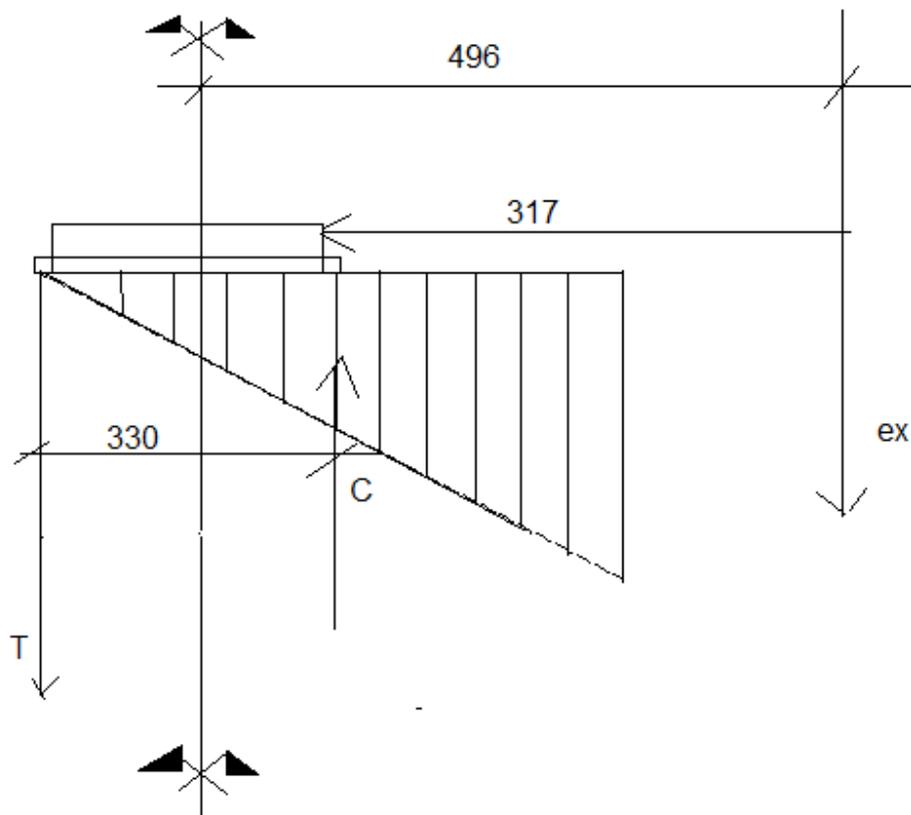
Luego la excentricidad de la carga es:

$$eX = M/P = ( 307,87 \text{ kgr} - \text{m} \times 10 ) / 621 \text{ kgr}$$

$$eX = 49,57 \text{ cm}$$

$$\text{como } eX > N/6 = 55\text{cm} / 6 = 9,16\text{cm}$$

Luego se supone que la fuerza resultante de compresión cae directamente bajo el ala comprimida por flexión



$$T = P \times 31,7 \text{ cm} / 33$$
$$T = 621 \text{ kgr} \times 31,7 \text{ cm} / 33 \text{ cm}$$
$$T = 596,53 \text{ kgr}$$

$$A_{r \text{ eq. NETA}} = T / f$$

$$A_{r \text{ eq. NETA}} = 596,53 \text{ kgr} / 0,6 \times 2400 \text{ (kgr/cm}^2\text{)}$$
$$A_{r \text{ eq. NETA}} = 0,4142 \text{ cm}^2$$

**Capítulo IV 2.1-1ª del texto ICHA, carga admisible de tracción para dos elementos con hilos a A 3724**

Área de tracción, según tabla > Área obtenida

$$1,15 \text{ cm}^2 > 0,4142 \text{ cm}^2$$

Luego, se usarán 2 pernos de 14 mm A 3724 E-S

### 5.7 B).- verificación de la capacidad resistente al aplastamiento bajo la placa

$$C = P + T$$

$$C = 621 \text{ kgr} + 596,53 \text{ kgr}$$

$$C = 1217,53 \text{ kgr}$$

$$A = 0,5 (55 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}) = A = 962,5 \text{ cm}^2$$

$$F_{ChMAX} = c/A = 1217,53 \text{ kgr} / 962,5 \text{ cm}^2$$

$$F_{ChMAX} = 1,26 \text{ kgr/cm}^2$$

$$\Gamma_{adh} \geq f_{chMAX}$$

$$180 \text{ kgr/cm}^2 \geq 1,26 \text{ kgr/cm}^2$$

Hormigón clase "C"  $\Gamma_{adhC28}$

$$180 \text{ kgr/cm}^2$$

Cuando la placa cubre totalmente la base del hormigón

### 5.8 C).- Determinación del espesor de la placa

Suponemos, en forma prudente,  $f_{ch}$  distribuida uniformemente con su valor máximo

$$\text{Donde : } m = 8,82 \text{ cm} \approx 9$$

$$e_{req} = m \frac{\sqrt{3f_{ch}}}{\sqrt{0,75 \times f}}$$

$$e_{req} = 9 \text{ cm} \frac{\sqrt{3 \times 1,26 \frac{\text{kgr}}{\text{cm}^2}}}{\sqrt{0,75 \times 0,6 \times 24000 \frac{\text{kgr}}{\text{cm}^2}}}$$

$$e_{req} = 9 \text{ cm} \frac{\sqrt{3,78}}{\sqrt{1080}}$$

$$e_{req} = 9 \text{ cm} \times 0,059$$

$$e_{req} = 0,53 \text{ cm}$$

por lo tanto, usaremos en forma prudente una placa con un espesor de 10 m/m

## 5.9 Calculo del diámetro de los contravientos

$$\Gamma = F_{MAX} / A \leq \Gamma_{adm}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times F_{MAX}}{m \times adm}}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \times 83,569 \text{ kgr}}{3,1416 \times 1440 \text{ kgr/cm}^2}}$$

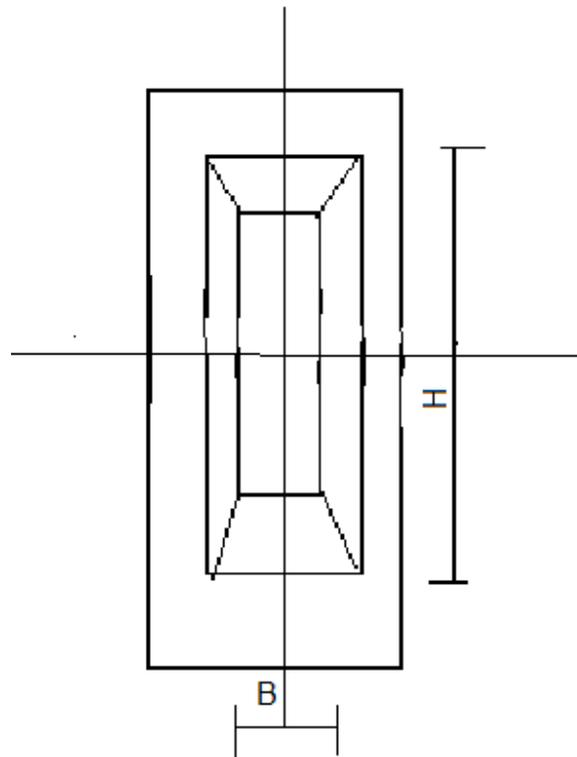
$$d \geq \sqrt{0,0738 \text{ cm}^2}$$

$$d \geq \sqrt{0,271 \text{ cm}}$$

Luego el diámetro elegido para los contravientos es de 6 m/m

## 5.2 Cálculo de placas de apoyo

### A.- Dimensionamiento para el cálculo



Datos:

$$H = 29,2 \text{ cm}$$

$$B = 15,2 \text{ cm}$$

$$E = 0,6 \text{ cm}$$

$$T = 0,66 \times f \times B \times e$$

$$T = 0,66 \times 2,4 \times 15,2 \times 0,5$$

$$T = 12,038$$

$$T = 12,038 \text{ Ton.}$$

### B.- Dimensión de prueba de la plancha extrema

- 1.- Suponer 4 pernos d 12 en el ala superior de la viga
- 2.- Determinación de la dimensión de la soldadura requerida para resistir la sollicitación del ala superior entre el ala y la plancha extrema

$$L = 2 \times B$$

$$L = 2 \times 15,2 \text{ cm}$$

$$L = 30,4 \text{ cm}$$

$$S = T / 1,05 \times L$$

$$S = 12,038 / 1,05 \times 30,4$$

$$S = 0,377 \text{ cm}$$

$$S = 4 \text{ mm}$$

- 3.- Determinación del ancho de la plancha extrema, para las dimensiones dadas

Probar con  $W = 180 \text{ x mm}$

- 4.- Determinación del espesor de la plancha extrema, incluyendo el efecto de la acción de la palanca

Determinación de la distancia b (b = distancia desde el eje de los pernos al ala superior menos 2 mm)

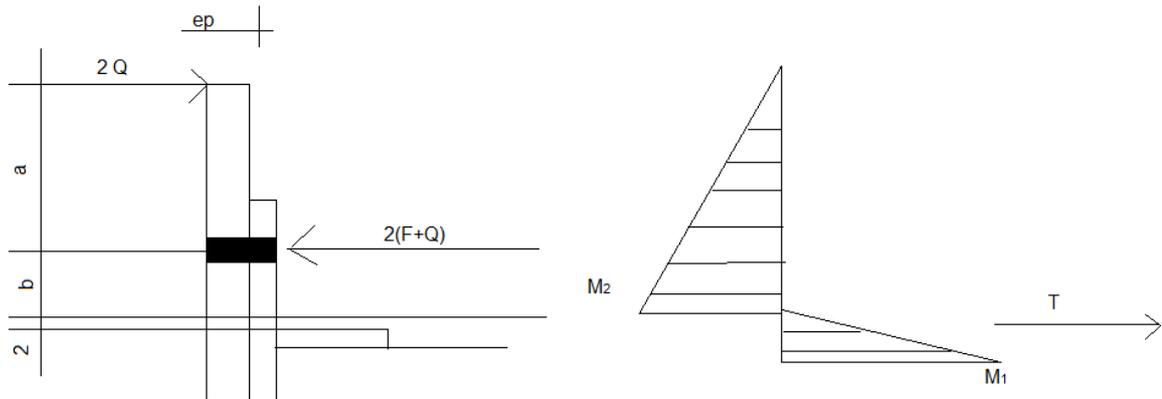
Tolerancia mínima de montaje para un perno de 12 mm

S. Nch 427 ICHA TABLA 51. PAG. 672      E = 21 mm

$$\text{Luego } b = E + S - 2$$

$$b = 21 + 4 - 2$$

$$b = 23 \text{ mm}$$



### Espeor de prueba de la plancha extrema ep

Para el análisis de prueba suponer  $Q = 0$ . y  $M_2 = 0$  y Usar  $F_m = 0,75 F_f$   
Luego:  $M_1 = 2 F \times b = T b / 2 = W F_m = e P^2 W F_m^6$

Por lo tanto:  
 $T^b$

$$(e P)_{req} = \sqrt{\frac{3 T b}{W F_m}} = \sqrt{\frac{3 \times 12,038 \times 2,3}{18 \times 1,8}}$$

$$(e P)_{req} = 1,6 \text{ cm}$$

$$E_p \text{ req} = 16 \text{ mm}$$

### **C.- Verificación de la plancha de prueba**

1.- Cálculo de la fuerza de palanca suponiendo pernos  $d/ 12$ , para pernos A 325

$$Q/F = \frac{100 x b d^2 - 18 W p^2}{70 a d^2 + 21 W e p^2}$$

Donde:

Q= fuerza de palanca por conector

F= Carga externa aplicada por conector = W P/2 (ton)

W= Longitud tributaria del ala a cada perno, cm

a= Distancia de la línea de conectores al borde del ala; no debe exceder de 2 ep (cm), por lo tanto,  $a < 2ep$

$$Q/F = \frac{100 \times 2,3 \text{ cm} \times (1,2)^2 - 18 \times 7,0 \text{ cm} \times (1,6 \text{ cm})^2}{70 \times 3 \text{ cm} \times (1,2)^2 + 21 \times 7,0 \text{ cm} \times (1,6 \text{ cm})^2}$$

$$Q/F = \frac{8,64}{678,72}$$

$$Q/F = 0,012$$

$$F = T/4 = 12,038 / 4$$

$$F = 3 \text{ Ton.}$$

$$Q = F \times 0,012$$

$$Q = 3 \times 0,012$$

$$Q = 0,036 \text{ Ton.}$$

$$\text{Carga total por perno} = F + Q = 3 \text{ Ton} + 0,036$$

$$F+Q = 3,036 \text{ Ton.}$$

De tabla 2.1 – 1b para pernos A 325 / <sup>d</sup> 112

Carga admisible de tracción = 316 Ton > 3,036 Ton.

## 2.- Flexión en la plancha

$$M_2 = Q \times a = 0,036 \text{ Ton} \times 3 \text{ cm}$$

$$M_2 = 0,108 \text{ Ton} - \text{cm}$$

$$M_1 = (F+Q) b - Q (a + b)$$

$$M_1 = (3,036) \times 2,3 - 0,036 (3+2,3)$$

$$M_1 = 6,792 \text{ Ton} - \text{cm}$$

$$\text{Momento admisible} = \frac{1,8(1,6 \text{ cm})^2 \times W}{6}$$

$$\text{Momento admisible} = \frac{1,8(1,6 \text{ cm})^2 \times 9}{6}$$

Momento admisible = 6,91 Ton – cm

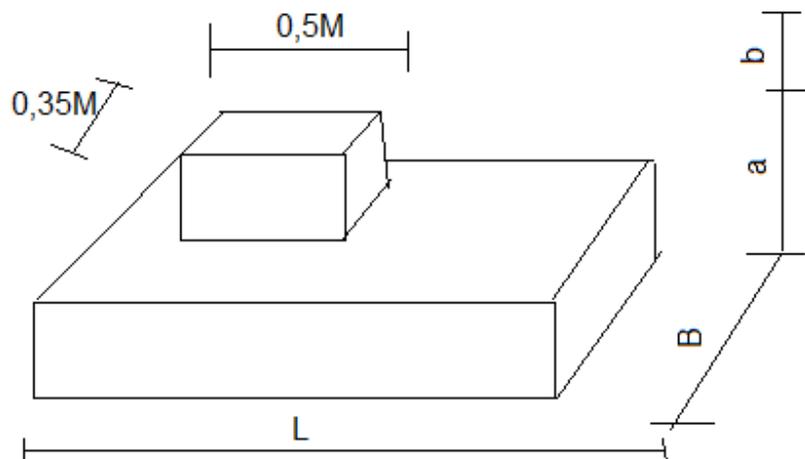
### 5.3 Cálculo de fundación

Se usará fundación tipo superficial. La zapata será con enfierradura mínima 8 E 20, diseñada tomando en cuenta la placa base y la respectiva columna.

Como se especifica en el cálculo se usará hormigón tipo C, con una resistencia a la compresión a los 28 días.

$R_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2$ , según N.Ch. 170

Las dimensiones a, b, B, L se determinaron por tanteo, verificando que el esfuerzo de compresión sea menor que el admisible del terreno.



Datos:

Carga vertical (V) = 621 kg

Carga horizontal (H) : 358 kg

Fatiga admisible del terreno ( $\Gamma_t$ ) =  $1 \text{ kg/cm}^2$

Densidad del terreno (Dt) =  $1650 \text{ kg/m}^3$

Densidad del hormigón (Dh) =  $2400 \text{ kg/m}^3$

Después de una serie de opciones llegamos a tener lo siguiente:

a= 0,4m  
b=0,8m  
B=0,5m  
L=1,2m

**Peso de zapata (Wz)**

$$Wz = (0,5m \times 1,2m \times 0,8m) + (0,35m \times 0,5 \times 0,4m) \times 2,4 \text{ Ton} / m^3$$

$$Wz = 1,320 \text{ ton}$$

$$Wz = 1320 \text{ kg}$$

**Peso de la tierra (Wt)**

$$Wt = (0,5m \times 1,2m - 0,5m \times 0,35m) 0,3m \times 1,65 \text{ Ton} / m^3$$

$$Wt = 0,210 \text{ Ton}$$

$$Wt = 210,375 \text{ kg}$$

**Peso total (N)**

$$N = W_z + W_t + V$$

$$N = 1320 \text{ kg} + 210,375 \text{ kg} + 621 \text{ kg}$$

$$N = 2150,375 \text{ kg}$$

**Momento producido por carga horizontal (N)**

$$M = H (a+b)$$

$$M = 358 \text{ kg} (0,4m + 0,8m)$$

$$M = 429,6 \text{ kg} - m$$

### Excentricidad (e)

La excentricidad resulta al reemplazar el momento obtenido debido a la carga horizontal, por una fuerza ubicada a una distancia "e" del eje de la zapata.

$$e = \frac{M}{N}$$

Para que exista sólo compresión se debe cumplir la siguiente condición:

$$e \leq \frac{L}{6}$$

$$e \leq \frac{429,6 \text{ kg-m}}{2150,375 \text{ kg}}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1,2\text{m}}{6} = 0,2\text{m}$$

$0,2 \leq 0,2$ ; esto nos indica que se tiene sólo compresión

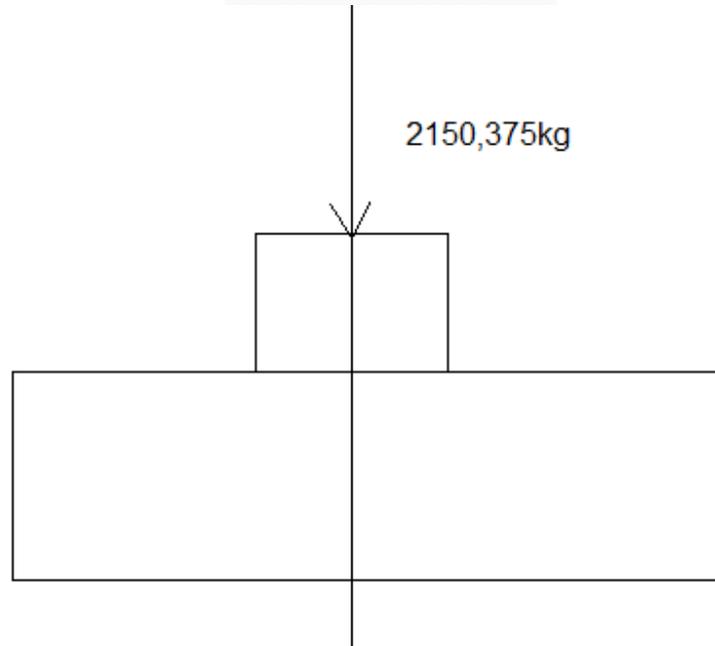
### Reacción media en el terreno.

El esfuerzo producido por el peso total es:

$$\theta = \frac{N}{A} = \frac{2150,375 \text{ kg}}{50\text{cm} \times 120\text{cm}}$$

$$\theta = 0,36 \text{ kg/cm}^2$$

### Cálculos de esfuerzos



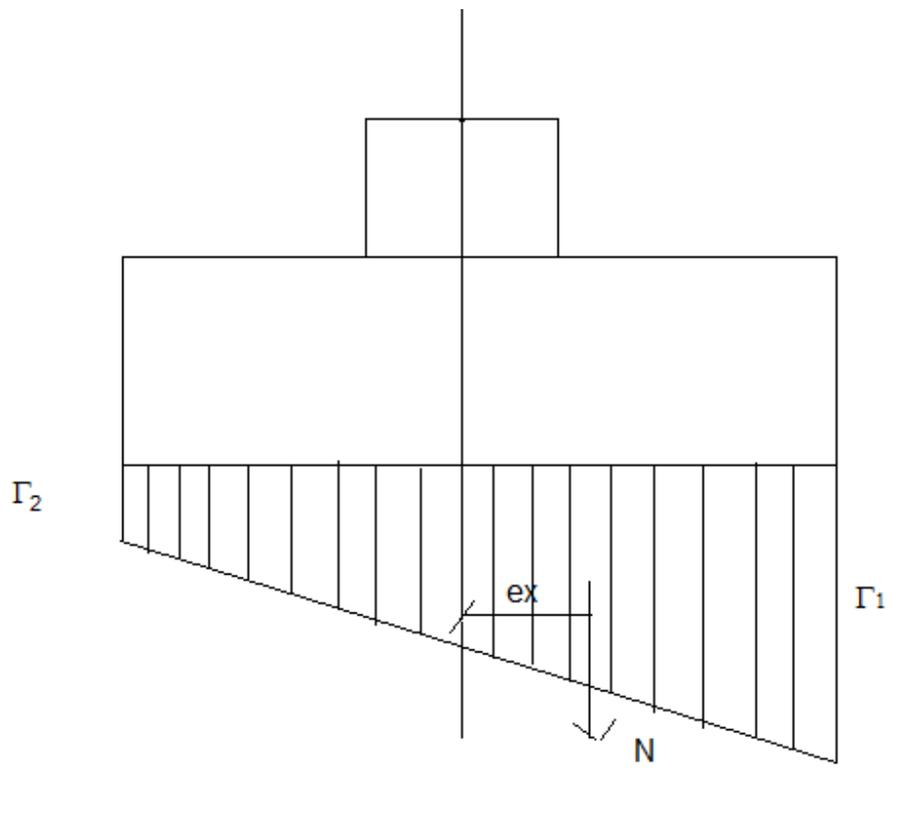
$$\frac{V}{A} \pm \frac{6m}{W}$$
$$= \frac{2150,375}{50\text{cm} \times 120\text{cm}} \pm \frac{6 \times 42960\text{ kg-cm}}{50\text{cm} \times (120\text{cm})^2}$$
$$= 0,36\text{ kg/cm}^2 \pm 0,358\text{ kg/cm}^2$$

$$1 = 0,72\text{ kg/cm}^2$$
$$2 = 0,01\text{ kg/cm}^2$$

Se debe verificar que el esfuerzo medio de compresión sea menor que el esfuerzo a la compresión del terreno.

$$0,72\text{ kg/cm}^2 \ll \Gamma t = 1\text{kg/cm}^2$$

Por lo tanto, el terreno no fallará por incapacidad del soporte.



## **6.- CAPITULO VI**

### 6.1 Conclusiones

El empleo de estructuras en acero del tipo industrial posee grandes ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas lideren la construcción de naves industriales. A continuación se enumeran algunas de sus propiedades más destacadas

Las estructuras metálicas reciben grandes esfuerzos antes de producir el fallo definitivo, en otras palabras “avisan”

El material es homogéneo y la posibilidad de fallos humanos es mucho menor que en estructuras construidas con otro tipo de materiales. Por consiguiente permite realizar diseños más ajustados y por lo tanto más económicos

La estructura en acero ocupa poco espacio, los pilares molestan muy poco, para efectos de la distribución interior, por lo que claramente se obtiene una mayor superficie útil en relación a la superficie construida.

En general las estructuras metálicas pesan poco y tienen elevada resistencia

Al pesar poco las estructuras metálicas en comparación de otros materiales hace que resulten más económicas las fundaciones ya que existe menor peso que distribuir.

Las estructuras metálicas no sufren fenómenos reológicos los cuales salvo en deformaciones térmicas deben de tenerse en cuenta. El acero conserva indefinidamente sus excelentes propiedades

Las estructuras en acero admiten reformas, vale decir que de acuerdo a sus usos puede variar, adaptándose a las nuevas circunstancias. Su refuerzo suele ser extremadamente sencillo.

Las estructuras metálicas se construyen en forma rápida, ya que pueden pre fabricarse en taller y al montarse en obra tienen resistencia completa en forma inmediata.

Al demoler el acero todavía conserva el valor residual del material primitivo, y es totalmente recuperable.

**Las estructuras en acero también presentan algunas desventajas que obligan a tener ciertas precauciones al emplearlas.**

Las más importantes son:

Son necesarios elementos adicionales para conseguir la rigidez (diagonales ,nudos rígidos, pantallas ,etc.)

La gran resistencia del material origina problemas de esbeltez.

Es necesario proteger la estructura metálica de la corrosión y el fuego.

El resultado de las soldaduras puede ser dudoso, en especial en piezas sometidas a tracción (pueden haber defectos como: falta de penetración, falta de fusión, poros, grietas, picaduras, mordeduras y desbordamientos).

Mucha o elevada flexibilidad, lo que produce un desaprovechamiento de la resistencia mecánica al limitar las flechas, además produce falta de confort al transmitir las vibraciones

:

## **6.2 RECOMENDACIONES.-**

Para realizar el cálculo estructural de los galpones se debe tener en cuenta los tres temas básicos y fundamentales para tener un procedimiento adecuado que son el análisis estructural, el análisis de fuerzas internas y el diseño estructural.

Considerar cambios de sección de los perfiles en la construcción de manera tal que de algún modo se pueda reducir la sección con el fin de poder disminuir de alguna manera el peso de la estructura.

Los Galpones generalmente necesitan cubrir grandes luces de columna a columna se recomienda para el diseño utilizar aceros de mayor resistencia para poder disminuir el peso propio de la estructura.

### **Bibliografía**

**ARGUELLES ALVAREZ, R. (1981)**

Cálculo de estructuras ( tres volúmenes)  
Madrid, E.T.S.I. Montes

**RODRIGUEZ.AVIAL,F.(1978)**

Resistencia de materiales ( dos volúmenes)  
Madrid, E.T.S.I. Industriales

**TIMOSHENKO,S.;YOUNG,D.H. (1976)**

Teoría de las estructuras  
Bilbao, Urno.

.

**CREIXELL, JOSE (1976)**

Estabilidad de las construcciones  
México, Compañía editorial continental

**TORROJAMIRET, E. (1996)**

Razón y ser de los tipos estructurales  
Madrid, I.E.C.C.

**YUAN-YU HSIEH (1976)**

Teoría elemental de estructuras  
Madrid, Prentice-hall international

**BRAY, K.H.M.,; CROXTON, P.C.L.; MARTIN, L.H. (1979)**

Análisis matricial de estructuras Madrid Editorial Paraninfo.

**JOSEPH E. BOWLES ( 1997 )**

Diseño de acero estructural, Editorial Limusa

.

.

Biskupovic, F., Grenade, S., Días, J., "*Levantamiento y dibujo planimétrico*", 2011  
Extraído de: <http://arquitecturagalpones.cl/proyecto.html>

Ley general d Urbanismo y construcción de Chile  
Extraído de <http://www.leychile.cl/navegar?idNorma=13520>